ANEXO II
MEMORIA DE CALCULO DE LA ESTRUCTURA

DESCRIPCION DE LA SOLUCION DE REFUERZO

La solución de refuerzo prevista es la de una viga de apeo de Hormigón de un canto suficiente que confiera una rigidez máxima al entrar en carga las aproximadas 90 tn. en servicio de una edificación ya terminada en estructuras, tabiquerías y cerramientos.

Además su canto nos permite ejecutar una conexión física en base a 3 mecanismos de resistencia:

-Resistencia al corte gracias a la rugosidad de la superficie del Pilar a conseguir en obra que movilice el mecanismo de tracción de las armaduras pasantes ancladas a ejecutar (4 capas de 4 ø 25 , 2 en cada dirección espaciadas en vertical 20 cm, es decir, un total de 32 anclajes). Debe tomarse la precaución de realizar los taladros cercanos tras el tiempo de fraguado que a 25º es del orden de 12 horas u otras condiciones del fabricante (Resina Hilti HIT-RE500 o similar).

-Resistencia al corte por aplicación de resina que mejore el contacto entre hormigones.

-Mecanismo de tirante de la armadura inferior (5 de las 7 ø 20 de la armadura inferior se introducen en el pilar). Esta armadura inferior que se coloca en 2 capas, está calculada por el método de bielas y tirantes y anclada al nuevo Pilar que le sirve de apoyo simple al igual que en el Pilar 17. Esta armadura de "tirante" induce una compresión sobre la sección del Pilar que supone una Fuerza resistente de rozamiento complementaria al resto de mecanismos.

NORMAS Y REGLAMENTOS DE APLICACIÓN PRECEPTIVA

-"Instrucción Española de Hormigón Estructural EHE" (Real Decreto 2661/1998, de 11 de diciembre)

-"Norma Básica de la Edificación NBE / AE-88 Acciones en la Edificación" (Real Decreto 1370/1988, de 11 de noviembre)

-"Norma Básica de la Edificación NBE / EA-95 Estructuras de acero en Edificación" (Real Decreto 1829/1995, de 10 de noviembre)

MÉTODO DE CÁLCULO, CARACTERÍSTICAS DE LOS MATERIALES Y NIVELES DE CONTROL PREVISTOS

BASES DE CÁLCULO

Estructura hormigón armado

Se admite que la seguridad de la estructura es aceptable, cuando mediante cálculos, se comprueba que la estructura sometida a las acciones características, mayoradas por los coeficientes parciales de seguridad, no supera ninguno de los estados límite últimos, y, sometida a las acciones características no supera ninguno de los estados límite de servicio, para cualquiera de las situaciones de proyecto (persistentes, transitorias o accidentales), y minorándose siempre en el cálculo la resistencia de los materiales empleados.

A tales efectos se definen como estados límite aquellas situaciones, que de ser superadas puede considerarse que la estructura no cumple alguna de las funciones para las que ha sido proyectada. Siempre se debe satisfacer que el valor de la respuesta estructural sea mayor o igual que el valor de cálculo de las acciones.

Se comprueban los siguientes estados límite últimos:

-Estado límite último de corte entre las superficies del Pilar 15 y la nueva viga que lo envuelve.

-Estado Límite Ultimo de Flexión y Cortante de la Nueva viga. Estudio especial del apeo como "Zona D" .

-E.L.U. de flexocompresión del nuevo Pilar y el Pilar 8 y su zona añadida.

-E.L.U. de Flexión y Punzonamiento de Losa de Cimentación.

-Comprobación a Hundimiento de Pantalla de Pilotes.

Y los siguientes E.L. de Servicio:

-Deformación de la Viga de apeo.

Las características de los materiales, propiedades específicas de sus componentes, utilizados para el cálculo y la comprobación de los diferentes elementos resistentes, que deberían de haber servido para la construcción de la estructura son los que se relacionan a continuación.

Hormigón armado

HORMIGÓN							
Localización	**Tipificación**	**Min. Cont. Cemento**	**Máx. Rel. Agua/cem**	**Nivel de control**	**Coef. gc**	**Resistencia cálculo**	**Valor Recubrimiento**

Pilares y Vigas						250 Kg/cm2	

ACERO EN ARMADURAS					
Localización	**Designación**	**Nivel de control**	**Coef. gs**	**Resistencia de cálculo**	**El acero a emplear en las armaduras debe estar certificado**
Toda la obra	B 500 S	Normal	1.15	434,78 N/mm^2	MARCA N / AENOR

RESINAS							
Localización	**Tipificación**	**Min. Cont. Cemento**	**Máx. Rel. Agua/ cem**	**Nivel de control**	**Coef. gc**	**Resistencia cálculo**	**Valor Recubrimiento**
Refuerzos	Hilti HIT-RE500 o similar.					s/ caractrísticas fabricante	

Anclajes:

Se tienen en cuanta las consideraciones del Eurocódigo 2 y las recomendaciones del Manual Técnico de Anclajes Hilti.

ACCIONES CONSIDERADAS

ACCIONES DIRECTAS.

- PESOS PROPIOS:

- CARGAS PERMANENTES:

- SOBRECARGA DE TABIQUERÍA: según se especifica en la Norma NBE-AE-88.

- SOBRECARGAS DE USO: La evaluación de estas cargas actuantes se ha hecho con la Norma NBE-AE-88, y ya referidas en Proyecto. En Zona de Entreplanta se considera una sobrecarga de 500 Kg/m2.

Las acciones adoptadas en Proyecto Original eran las siguientes:

Planta Sótano y Semisótano

Peso propio del forjado	2,60	KN/m2
Revestimientos	1,70	KN/m2
Sobrecarga de uso	4,00	KN/m2
CARGA TOTAL	8,30	KN/m2

Planta Baja (Zona de Locales que es la que afecta a Pilar 15).

Peso propio del forjado	2,60	KN/m2
Revestimientos	1,20	KN/m2
Sobrecarga de uso	5,00	KN/m2
CARGA TOTAL	8,80	KN/m2

Planta Entreplanta comercial.

Peso propio del forjado	4,25	KN/m2
Revestimientos	1,20	KN/m2
Sobrecarga de uso	5,00	KN/m2
CARGA TOTAL	10,45	KN/m2

Planta Tipo.

Peso propio del forjado	2,60	KN/m2
Revestimientos y Tabiquería	2,20	KN/m2
Sobrecarga de uso	2,00	KN/m2
CARGA TOTAL	6,80	KN/m2

Cerramiento:

Se consideran 700 Kg/ml

Sobre la base de la descripción precedente, las cargas y sobrecargas útiles en los Pilares 15 y 8 han sido las siguientes:

	Carga	Superficie P15	Axil/Planta P15	Superficie P8	Cerram.	Axil/Planta P8
Placa 11-Atico Nace pllar	680	16,5+PILAR NACE	15,0	6+ PILAR NACE	4	8,8
Placa 10-+17.55	680	16,5	11,2	6	4	6,8
Placa 9-+14.60	680	16,5	11,2	6	4	6,8

Placa 8-Tipo	680	16,5	11,2	6	4	6,8
Placa 7-Tipo	680	16,5	11,2	6	4	6,8
Placa 6-Tipo	680	16,5	11,2	6	4	6,8
Placa 5-Entrepl. Cota 2.90	1045	4	4,1			0
Placa 4-Baja 2.0	880	0	0	0	0	0
Placa 3-Baja 0.0	880	16,5	14,5	6	4	8,0
Placa 2-Semisot Cota -0.85	830		Despr.			Despr.
Placa 1-Sótano1 -4,68	830	2,5	2			3,5

(*) Cota Losa de cimentación -8,50
(**)No se tiene en cuenta el peso propio de los pilares ya que equivale a una reducción de sobrecargas por altura s/ NBE AE 88

Las cargas en Servicio en Pilares 15 y 8 en cambio de Pilar (Baja 0.0) que llegan de plantas superiores son:

PILAR 15: 89,6 tn. PILAR 8: 50,8 tn.

La nueva Viga de apeo introduce un incremento de carga de 15 Tn en Placa 3, Baja en pilar 8:

PILAR 15: 0 PILAR 8: 15 tn.

A las que hay que adicionar las cargas de esta Planta y las inferiores para el estudio en arranque de cimentación:

PILAR 15: 106,1 tn. PILAR 8: 69,4 tn.

CALCULOS Y COMPROBACIONES ESTRUCTURALES

Mecanismos de Seguridad:

Se pretende transmitir la carga del Pilar a la Viga de Apeo completando el viaje de cargas hasta la Pantalla de Microplilotes y la Losa de Cimentación desde donde arranca el nuevo Pilar desplazado del primero 70 cm. Se comprueban en esta variación los siguientes puntos:

5.1-Estado límite último de corte entre las superficies del Pilar 15 y la nueva viga que lo envuelve.

Para ello contamos con los siguientes mecanismos:

-Transmisión de cargas a través de armaduras corrugadas (Eurocódigo 2 Manual Hilti).

Anclaje de armaduras corrugadas con resina al Pilar:

Adherencia (fbd): Valores con taladros con martillos rotopercutores y máquinas de diamante, en taladros secos:

Ø20: 5,8 Nw/mm2
Ø25: 5,8 Nw/mm2

Longitud básica Lb= Ø/4*Fyk/1,15/fbd (Seco)

Ø20: 37,5 cm
Ø25: 47 cm

Condiciones de Borde: (distancia mínima 5 Ø)

fR,N: 0,64

Condiciones de Separación entre barras: (distancia mínima 5 Ø)

s/ Ø: 4,5----fA,N= 0,63

Capacidad de un anclaje:

(*) Se considera que la rugosidad moviliza una tracción de la mitad de la capacidad mecánica de la barra:

l/Lb* fR,N* fA,N* fyd*Ast/2=

l= dimensión pilar :35 cm.

Ø20: Capacidad mecánica 14 tn; Capacidad anclaje: 2,65 tn.
Ø25: Capacidad mecánica 21,7 tn; Capacidad anclaje: 3,25 tn.

Con Ø25 serían necesarias: 1,5*90=135; entre 3,25: 42 anclajes

Se introducen armaduras con un número total de 32 anclajes Ø25 a los que hay que sumar las armaduras inferiores de la viga (16 Ø20):

32*3,25+10*2,65=130.5 del orden de las 135 tn.

-<u>Tratamiento de la Superficie de Pilar con resinas de contacto:</u>

La resina es capaz de proporcionar una tensión de contacto importante. Sólo se considerará si se siguen las recomendaciones de Fabricante (resina epoxi (Sika, etc))

Para un superficie de 100*35*4=14000 cm2

Con un pequeño valor adhesivo (7 Kg/ cm2) podría recogerse el axil característico

-**Rozamiento producido por el axil propiciado por el Momento.**

El momento conmomitante con el axil de 90 tn es el de un Momento en servicio de 51 tn*m y por lo tanto una compresión en la cara superior de la viga de unas 55 tn.

La fuerza de rozamiento sería: 55*tan Ø: 32 tn.

Conclusión: ya sólo con el mecanismo de las barras corrugadas ancladas al Pilar se obtienen Coeficientes de Seguridad aceptables.

5.2-Estado Límite Ultimo de Flexión y Cortante de la Nueva viga. Estudio especial del apeo como "Zona D" .

Flexión: calculada como viga biapoyada con una carga puntual y da como resultado 51,6 tn*m en servicio.

Se propone un armado de 7 Ø 20 que suponen una resistencia de Mu: 88 tn*m, con lo que queda asegurado el coeficiente de seguridad.

En cuanto al cortante se dispone una armadura mínima en el conjunto de la pieza (Ø12 a 20 cm.). El mayor esfuerzo entra por compresión oblicua a través de los conectores dispuestos, cuya biela (Vu1) cumple las condiciones de esfuerzo.

En el desarrollo de la viga de apeo hacia el Pilar 8 se comprueba la biela traccionada Vu2= Vcu+Vsu

Vcu=0,10*1,45*(100*0,0038*25)^0,33*650*950=18113 *Kg/ml*

Vsu=40,61 tn

,superior al cortante de cálculo (del orden de 15 tn entre Pilar 8 y 15)

5.3-E.L.U. de flexocompresión del nuevo Pilar 15 y el Pilar 8 y su zona añadida.

Pilar 15

La viga de apeo, gracias a su rigidez, reduce el momento en el Pilar, por lo que se considera adecuada la misma solución que el Pilar de Proyecto. Para un valor de 100 tn, y excentricidad mínima:

Biela comprimida: 0,8*0,85*250/1.5*32*32=116 tn.

Se diseña el Nuevo Pilar con 8 Ø16, y con una anchura mayor de 35 en uno de los 2 lados (15cm), en total 50 cm.

Pilar 8

La nueva geometría induce unos esfuerzos de unas 15 tn, con lo que el Pilar se comprueba con su añadido. Este ensanchamiento permite recoger 3 armaduras inferiores ancladas con patilla, quedándose 2 ancladas por prolongación recta al Pilar original.

Se refuerza con 4 Ø 16 en las 4 esquinas ancladas a viga de coronación 50 cm. Armadura de cercos Ø12 a 15 cm..

5.4-E.L.U. de Flexión y Punzonamiento de Losa de Cimentación.

La variación de 70 cm. no induce una variación de esfuerzos de **flexión** originales.

Con respecto al Punzonamiento, se comprueba la carga en Losa de Cimentación de 80 cm.

Ξ=1,5
P=0,00376
Tensión tangencial: 3,7 Kg/cm2
Fsd=160.900 Kg., al reducir por el momento:139.900

Aunque simplemente al reducir la carga en el reparto de esfuerzos en el terreno en le perímetro crítico, la carga mayorada que provoca el punzonamiento es inferior a la resistencia última del elemento.

5.5-Comprobación a hundimiento de Pantalla de Pilotes.

Las condiciones de Resistencia de los micropilotes son admisibles para las nuevas cargas proyectadas (en la viga de coronación del orden de 65 tn):

Todo el fuste de los micropilotes (Φ180 a 45) está sobre Gneiss alterados de comportamiento similar a arena arcillosa densa/ muy densa o marga consistente.

Empleando el método de Llzzi y para un valor del orden de 100 KPa de resistencia a fuste mínimo al dado por las tablas de resistencia de la guía FHWA se observa que:

P(Kg)= Pl*D*L*K*I= Pl*18*L*1*0.85=48*L(cm),

es decir, 3 micropilotes de 4,5 m de profundidad tendrían la resistencia de las 65 tn.

La viga de coronación de dimensiones 45*70 y 4Φ20 inferior y superior es capaz de transmitir la carga a 3 o más pilotes.

5.6-Deformación de la Viga de apeo.

Carga Puntual, viga apoyada

			vmax =	0,000514	m. en X=	2,2151
A=	0,7	m				
B=	3,2	M				
P=	90	Tn				
L=	3,9	M				
		TN/M2				
E=	2,10E+06					
I=	0,054167	M4				

Ancho =	65
Canto=	100

Se comprueba que la deformación es mínima, contrastando el valor de la viga elástica y carga instantánea.

La limitación de deformación debes ser máxima (del orden de L/2000).

La deformación máxima va a ir ligada a la de la deformación elástica del pilar, para la carga actual (sin sobrecargas) del orden de:

Emin=210.000 Kg/cm2
Area= 30*50; armadura: 8 Φ 16; finalmente 10 Φ 16
Area homogeneizada:1500+ 10*16.1=1660 cm2
Carga: 60% de 100 tn= 60 tn
Longitud: 6 m

Deformación: 60000/1660/210000*6= 1,03 mm.

Es decir, la deformación teórica esperada es del orden de 2 mm., aunque en la práctica habitual de este tipo de cortes se suele llegar a un valor de 0.5 cm., el cual debe ser esperado y tenido en cuenta en elementos no estructurales, máxime en el momento de ejecución de este corte de Pilar.

6- CHECKLIST DEL ESTUDIO DE SEGURIDAD POR LA SUPRESION DE UN ELEMENTO ESTRUCTURAL.

6.1-CUANDO Y COMO SE CORTA EL PILAR:

EL PILAR SE CORTARA UN VEZ EJECUTADA LA VIGA DE APEO CON HILO DE DIAMANTE PARA EVALUAR LA DEFORMACION EN EL MOMENTO DE PUESTA EN CARGA . UNA VEZ SE HAYAN DEJADO PASAR 12 HORAS Y REALIZANDOSE LAS MEDIDAS OPORTUNAS SE PROCEDERA A SU DEMOLICION.

6.2-DEFINICION DE CORTE DE FORJADO DE PLANTA BAJA (VIGUETAS, BOVEDILLAS, CAPA DE COMPRESIÓN):

EL CORTE DEL FORJADO EN PLANTA BAJA DEBE REALIZARSE SIN DAÑAR LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES EXISTENTES EN LAS ZONAS NECESARIAS PARA PODER VIBRAR LA VIGA DE APEO CORRECTAMENTE. PARA ELLO SE CORTARA UNA FILA DE BOVEDILLAS SI ASI ES ACCESIBLE LA VIGA DE APEO PARA HORMIGONAR. POSTERIORMENTE SE REPARA, INCLUSO APOYANDO SOBRE ESTA VIGA.

6.3-CARACTERISTICAS DE RESINAS:

RESINA DE ANCLAJE DE BARRAS CORRUGADAS HILTI HIT-RE 500
RESINA DE CONTACTO: AL NO SER UN PUNTO ESENCIAL, SE SOLICITARÁ EN OBRA AQUELLA CON LA MEJOR RESSTENCIA Y CONDICIONES DE EJECUCION PARA PEGADO CON EL NUEVO HORMIGON.

.

6.4-ESTUDIO Y DE E.L.U. DE CORTANTE Y DE FLEXION CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES:

Ya verificado en el texto de la memoria.

6.5-CONEXIÓN DEL NUEVO PILAR CON CIMENTACIÓN Y FORJADO SUELO TECHO DE SOTANO 2.

En la cimentación se anclarán armaduras corrugadas para ejecutar el solape con las armaduras que continúan en el desarrollo del pilar.

Al desplazar el Pilar 15 se configura una nueva viga en vuelo en forjado techo sótano 2 similar al Pórtico P15 de ancho 40 cm, con c ø8 c/ 15 cm, con refuerzo de 4ø16 en vuelo y de cortante de cø8 c/ 10 cm.

6.6-COMPROBACION DE LA LOSA DE CIMENTACIÓN:

Se comprueban los diferentes E.L.U., en especial el punzonamiento, obteniendo resultados admisibles

6.7-DIMENSIONAMIENTO DEL NUEVO PILAR

Tiene un armado mínimo que no dificulte el armado (8 Ø 16). Inclusive pueden colocarse u en esquina y las otras 4 repartidas entre 2 caras.

Las dimensiones de pilares se aumentan en el ancho del Pilar hasta 50 cm. Se verifica en Anexo.

6.8-ESTUDIO DEL APOYO DE LA NUEVA VIGA DE APEO EN PANTALLA DE MICROPILOTES

En anexo de Cálculo se detalla la seguridad frente a hundimiento de la Solución proyectada, con resultados admisibles.

6.9-PROTECCION AL FUEGO

Los elementos de apeo son todos de Hormigón, cumpliendo las indicaciones de recubrimientos recomendables para la resistencia al fuego considerada.

6.10-APEOS INTERMEDIOS

Sólo necesarios para apear de cara a ejecución las zonas de rampa y forjado en techo de Sótano 2.